

微動・強風・地震時の建築構造物の振動性状に関する研究
Dynamic Property of Structure under Microtremor, Strong Wind and Earthquake Excitations

正会員	○ 山崎 靖典	Yasunori Yamasaki ^{*1}
同	小島 宏章	Hiroaki Kojima ^{*2}
同	浜田 栄太	Eita Hamada ^{*1}
同	福和 伸夫	Nobuo Fukuwa ^{*3}
同	飛田 潤	Jun Tobita ^{*4}

1. はじめに

実測記録に基づく建築構造物の振動特性の検討は数多く行われてきたが、地盤と構造物との動的相互作用の問題、入力機構の複雑さなど、様々な不明瞭な要因が伴うために、結果の解釈に困難を伴う場合が少なくない。

実測記録に基づき、構造物の振動特性の評価を行う場合、入力を地盤、あるいは建物基部への水平入力と仮定し、評価を行うことが多い。しかし、常時微動計測は必ずしも理想的な環境で行うことができるとは限らず、風外力の影響が大きいと考えられる場合や^{1)~3)}、表面波の存在などにより地盤の回転入力の影響が大きいと考えられる場合⁴⁾などには既往の評価手法では伝達関数が適切に評価されない場合が多い。原因として、微動・強風・地震時では構造物への入力機構の違いにより、構造物の立体振動として励起される振動モードが異なっている可能性が考えられる。

本論では、S造10階建て建物を対象とし、長期間に渡る常時微動計測と、地震観測、また、台風接近時における観測と、入力機構が異なると考えられる豊富な観測記録を用いて、微動・強風・地震時の構造物の振動性状について検討を行う。

表1. 対象建物概要

建物名		IB電子情報館
延床面積		10,525m ²
階数	地上	10階
	地下	1階
軒高		41.1m
構造種別	地上	S造
	地下	SRC造
骨組形式	X方向	ラーメン構造
	Y方向	ラーメン構造
根入深さ		GL-7.5m
基礎種別	杭基礎	場所打ち杭
	杭径	1300 φ, 1400 φ, (拡底部)1900 φ, 2400 φ
	杭長	41.7m

2. 対象建物及び観測概要

対象建物は名古屋大学東山キャンパス内に立地する、S造10階建てのIB電子情報館北館である。表1に建物の概要、図1に観測点の配置図、図2に平面図を示す。

対象建物では2001年3月の竣工後、図1(a)に示す位置に強震計を設置し、継続的に強震観測を行っている。また、2004年4月には図1(b)に示すように、地盤と平行方向のロッキングを観測するためのセンサーを新たに設置した。

本論で用いている常時微動計測記録は、この強震計を手動で動作させ、加速度成分を100Hzサンプリングで10~30分間収録した記録である。計測は主に交通振動等の外乱が少ないとと思われる深夜の時間帯に行った。同様の計測方法で、台風接近時に計測を行うことで、上部入力の影響が大きいと考えられる強風時の記録を収録した。2003年2月から現在までに、計80の微動・強風時の記録を収録している。強震観測記録は対象建物の竣工後から現在までに、計65の記録を収録している。

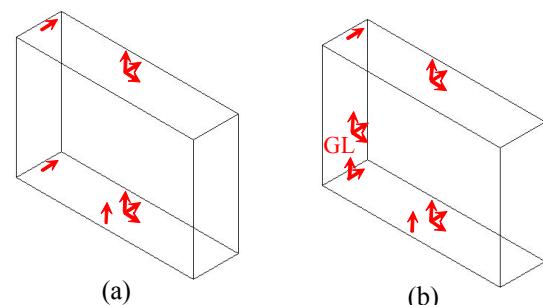


図1. 観測点配置図

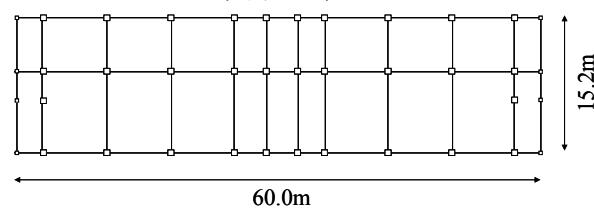


図2. 平面図

*1 名古屋大学 大学院生

*2 名古屋大学 大学院生・修士(工学)・日本学術振興会特別研究員

*3 名古屋大学 教授・工博

*4 名古屋大学 助教授・工博

Graduate Student, Nagoya Univ.

Graduate Student, Nagoya Univ., M.Eng., JSPS Research Fellow.

Prof., Nagoya Univ., Dr.Eng.

Assoc. Prof., Nagoya Univ., Dr.Eng.

3. 各観測点の時刻歴の応答値による検討

3.1 微動・強風時の風速と各観測点の RMS 値

図3に、名古屋地方気象台発表の10分間平均風速と、収録時間長さ全体での各観測点における加速度応答のRMS値との関係を示す。図3.(a),(b)より、風速が大きくなるにつれ、屋上階の各観測点の応答値は増大するが、1階の観測点では屋上階ほど、風の影響を受けていないことが分かる。図3.(c),(d)に、屋上階中央での並進成分と、その1次、2次、3次の卓越する周期帯域にバンドパスフィルターで処理を施した波形のRMS値と風速の関係を示す。図より、桁行、張間方向ともに、高次モードにおいては、風による影響が強くは見られず、風による影響は1次モードに強く表れていることが分かる。図3.(e)より、1階中央と1階西端部の並進成分の差から求めた、1階のねじれ成分や、ロッキングにより励起される、構造物の軒高における並進成分には、風速との強い相関は見られない。しかし、屋上階のねじれ成分では風速が強くなるにつれ、応答が増大している。以上より、風による上部入力が支配的と考えられる場合、微動時と比較すると、建物の弾性変形が増大し、建物頂部での応答値のみが増大することが分かる。

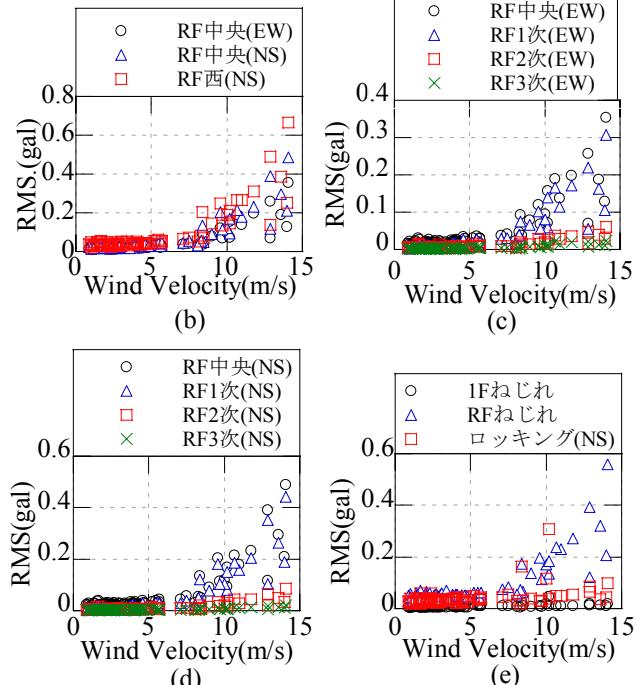


図3 風速と RMS 値の関係

3.2 微動・強風・地震時の各観測点の最大応答値の比

図4に、微動・強風時の各観測点間の最大応答加速度の比と風速の関係、地震時の各観測点間の最大応答加速度の比と屋上階中央での最大応答加速度の関係を示す。図4.(a),(b),(c),(d)より、強風時には上部入力により、構造物頂部の応答が増大するために、屋上と1階との応答比は、微動・地震時と異なり風速に依存する傾向を示している。また、図4.(e),(f)より、微動・強風時の1階でのねじれ成分は、地震時と比較すると大きくなっている。これは、風によるねじれ動励起や、微動時の表面波によるねじれ入力動の影響と推察される。微動時の表面波の影響は、屋上のねじれ動を示した図4.(g),(h)、ロッキング応答を示した図4.(i),(j)でも顕著に確認される。以上より、微動・強風時と地震時を比較すると、微動時には表面波によるねじれ、ロッキング入力動成分、強風時には上部構造への風圧力による弾性変形の影響が強く表れていると考えられる。

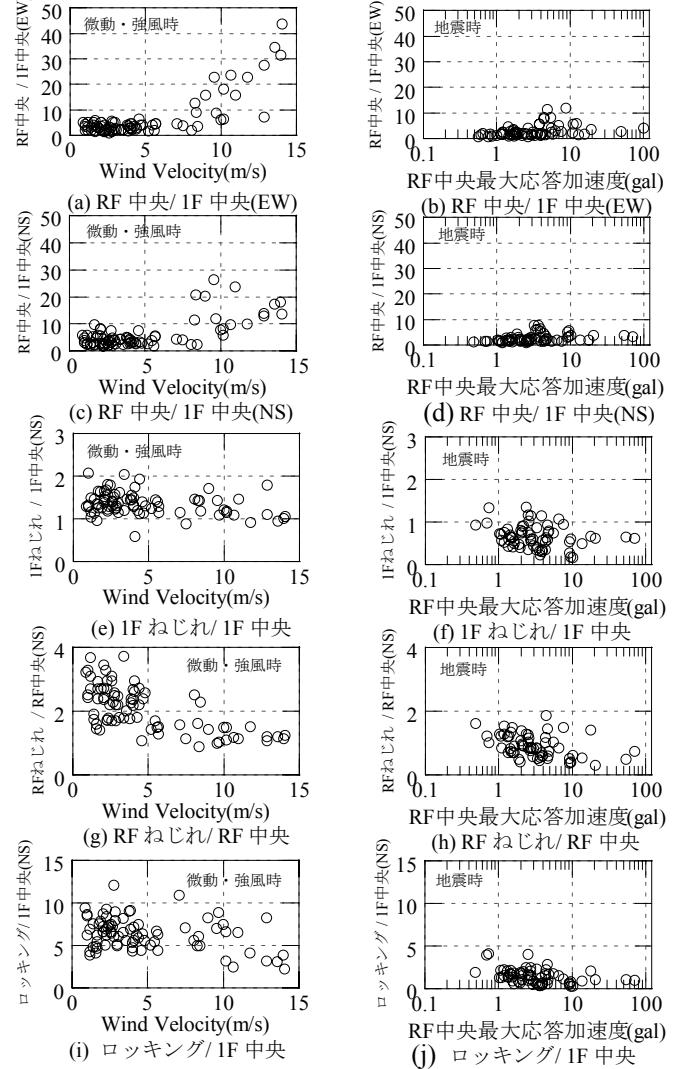


図4 各観測点の最大値の比

(左：微動・強風、右：地震)

4. 微動・強風時の固有振動数、減衰定数

図5に、微動・強風時の固有振動数と屋上階中央での応答加速度のRMS値との関係を示す。建物振動特性の評価方法として、屋上階中央での並進成分の1次、2次、3次の卓越する周期帯域にフィルター処理を施した波形にRD法を適用し、生成した自由振動波形からゼロクロッシング法により固有振動数を、対数減衰率により減衰定数を評価した。図5より、屋上階中央での応答加速度のRMS値が大きくなるにつれ、固有振動数が最大で3%程度ではあるが低振動数化しており、振幅依存性が見られる。図6に、減衰定数と屋上階中央での応答加速度のRMS値との関係を示す。図より、ばらつきはあるものの、屋上階中央での応答加速度のRMS値が大きくなるにつれ、減衰定数が増加していることが分かる。以上より、微動・強風時の小振幅時においても固有振動数、減衰定数に振幅依存性があることを確認した。

5. 微動・強風・地震時の伝達関数

図7に、微動・強風・地震時の伝達関数(RF/1F)の振幅を計測日時順に描いたコンター図を示す。図より、入力を地盤、あるいは建物基部への水平入力と仮定して推定

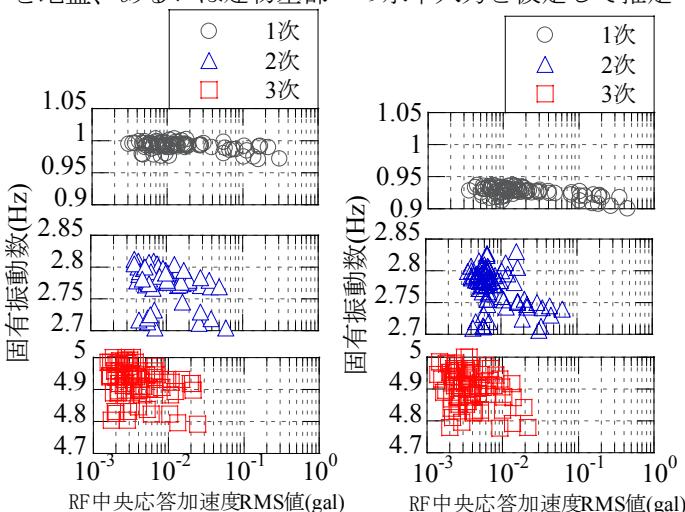


図5 固有振動数とRF中央応答加速度の関係

(左：桁行方向、右：張間方向)

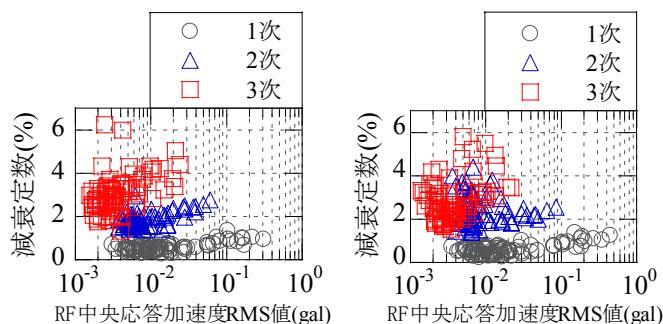


図6 減衰定数とRF中央応答加速度の関係

(左：桁行方向、右：張間方向)

した伝達関数は、地震時は比較的安定した形状を示すものの、微動・強風時には計測日時毎にかなりばらついた形状を示している。そこで、図8に、同じ図を、微動・強風時は風速順に、地震時は屋上中央での最大応答加速度の順に並べ替えたものを示す。図より、入力を地盤、あるいは建物基部への水平入力と仮定して推定した伝達関数は、風速が強くなるにつれてピークの幅が広がっていることが分かり、伝達関数の形状を乱す要因の一つとして、風による上部入力が考えられる。また、地震時のコンター図より、屋上中央での最大応答加速度が大きくなるにつれ、固有振動数が低下していることが確認できる。おまかにではあるが、地震時においても振幅依存性があることを確認できる。

6. 微動・強風・地震時のモード形

6.1 スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率

図9に、微動時(10分間平均風速1.2m/s)、強風時(10分間平均風速14.1m/s)、2004.9.5に発生した紀伊半島南東沖の地震(Mj=7.4)のスウェイ率・ロッキング率・弾性変形率を示す。本来のスウェイ成分を用いてスウェイ率・ロッキング率・弾性変形率を算定するためには、相対場で計算する必要があるが、相対場にすると、計算によって位相差の誤差が大きくなることがあるため、本論では1階の水平成分をスウェイ成分として算定した。図中に伝達関数(RF/GL)のピークとなる振動数を三角で示す。図より、地震時と微動・強風時を比較すると、微動時には全体の変形に占めるロッキングの寄与が大きいことがわかる。これに対し、強風時には全体の変形に占める弾性変形の割合が大きく、地震時には低振動数帯域で

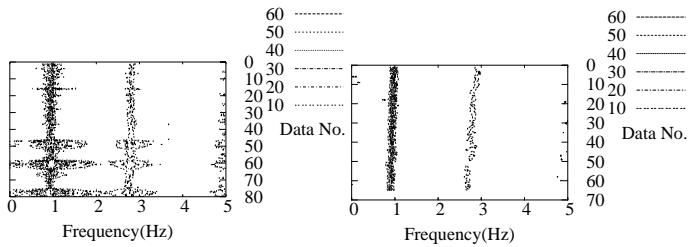


図7 伝達関数(RF/1F)の振幅のコンター図（日付順）

(左：微動・強風時、右：地震時)

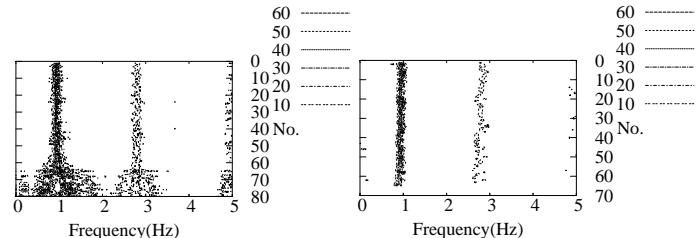


図8 伝達関数(RF/1F)の振幅のコンター図

(左：微動・強風時、風速順)

(右：地震時、RF中央最大応答加速度順)

はスウェイの、高振動数帯域では弾性変形の寄与が大きくなっている。このような変形成分の差が、伝達関数の差異の原因となっていると考えられる。

6.2 モード形

図 10、図 11 に、 $0.45\text{Hz} \sim 0.55\text{Hz}$ がフラットとなるバンドパスフィルターと、1 次モードが卓越する振動数帯域にバンドパスフィルターで処理を施した波形で、屋上階の応答変位が最大となる時刻における、微動・強風・地震時のモード形を示す。図には、屋上階中央、1 階中央、1 階南端部の応答を示し、建物-地盤連成形のモード形を見るために、1 階中央の下に地盤の応答を示す。微動時は応答変位を 5.0×10^6 倍、強風時は 5.0×10^4 倍、地震時は 2.5×10^3 倍して描いている。図より、固有振動数付近のモード形は三者が比較的良い対応を見せており、 0.5Hz 付近のモード形では、三者が大きく異なることが分かる。微動時にはロッキングによる応答が卓越し、強風時には上部構造の弾性変形成分が卓越している。これに対し、地震時には上部構造が地盤の動きと連動し、剛体的な挙動が卓越しており、入力の差が

明確である。以上、2 種類の振動数帯域でのモード形からも三者での変形成分の差を確認した。

7. まとめ

本論では、S 造 10 階建て建物を対象とし、入力機構が異なると考えられる、微動・強風・地震時の建築構造物の応答性状について豊富な観測記録に基づき検討を行った。その結果、微動・強風・地震時の各振幅レベルにおいて固有振動数に振幅依存性があることを確認した。また、時刻歴波形の応答値、伝達関数、スウェイ・ロッキング・弾性変形率、2 種類の振動数帯域でのモード形による検討から、構造物の立体振動性状の差異として、微動時には表面波によるねじれ、ロッキング入力動成分の影響が、強風時には上部構造への風圧力の影響が、地震時にはスウェイ成分の影響が強く表れることを示した。このような三者での変形成分の差が、入力を地盤、あるいは建物基部への水平入力と仮定して推定した伝達関数の差異の原因となっていると考えられる。対象建物での計測を継続するとともに、同様の計測を複数の建物で行っており、今後、複数の建物で詳細な検討を行う。

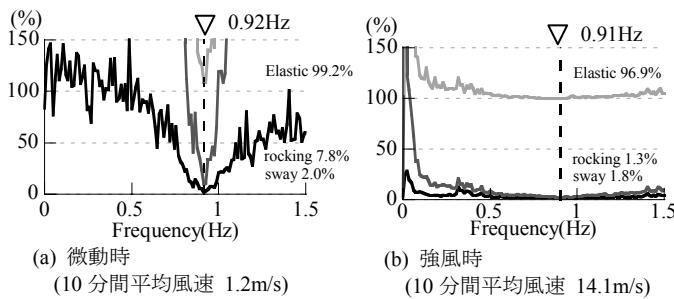


図 9 スウェイ率・ロッキング率・弾性変形率

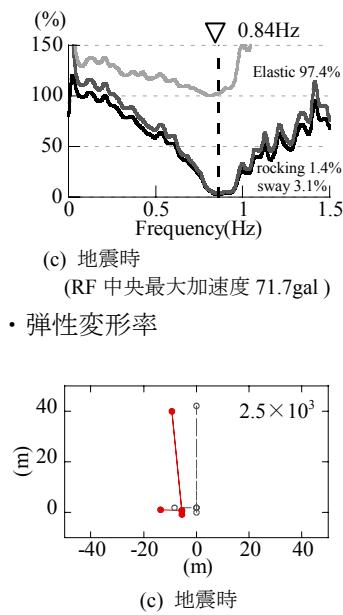


図 10 0.5Hz の振動モード形

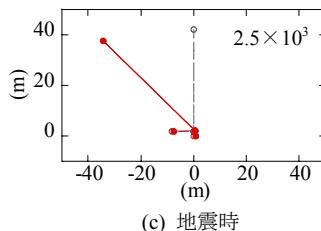


図 11 1 次振動モード形

- (参考文献)
- 1)和泉正哲, 勝倉裕, 飛田潤: 構造物の常時微動における振動システム, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 409 号, pp.83 - 93, 1990.3
 - 2)石橋敏久, 内藤幸雄: 常時微動による高層構造物の振動特性推定に及ぼす風の影響の検討, 日本建築学会論文報告集, 第 464 号, pp.71 - 80, 1994.10
 - 3)内藤幸雄, 石橋敏久: 常時微動から求めた建物の伝達関数が風の影響で見かけ上変化するメカニズムの検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 497 号, pp.57 - 64, 1997.7
 - 4)八木茂治, 福和伸夫, 飛田潤: 常時微動計測に基づく低層 RC 造建物の伝達関数推定に第一波による回転入力が与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 552 号, pp.77 - 84, 2002.2